

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Pekerjaan pondasi merupakan salah satu pekerjaan yang sangat penting dalam pembangunan suatu proyek, Pembangunan suatu pondasi sangat besar fungsinya pada suatu konstruksi. Secara umum pondasi didefinisikan sebagai struktur bagian paling bawah dari suatu konstruksi (gedung, jembatan, jalan raya, terowongan, dinding penahan, menara, tanggul, dll.) yang berfungsi untuk menyalurkan beban vertikal di atasnya ke tanah.

Pondasi juga secara umum dapat dibagi dalam dua jenis yaitu pondasi dangkal dan pondasi dalam. Pemilihan jenis pondasi ini tergantung kepada jenis struktur atas, apakah termasuk konstruksi beban ringan atau beban berat dan juga jenis tanahnya. Untuk konstruksi beban berat biasanya jenis pondasi dalam adalah menjadi pilihan, sedangkan untuk konstruksi beban ringan dan kondisi lapisan tanah permukaan cukup baik, biasanya jenis pondasi dangkal sudah memadai. Selain tergantung pada jenis struktur, pemilihan jenis pondasi juga tergantung pada data penyelidikan tanah dan juga tergantung pada biaya konstruksinya.

Dalam tugas akhir ini penulis merencanakan struktur bawah gedung Sapphire yang merupakan salah satu cluster dari apartemen Grand Dharmahusada Lagoon Surabaya menggunakan pondasi rakit bertiang.

2.2 Jenis-jenis Pondasi

Jenis-jenis pondasi dibedakan, (Pamungkas dan Harianti, 2013):

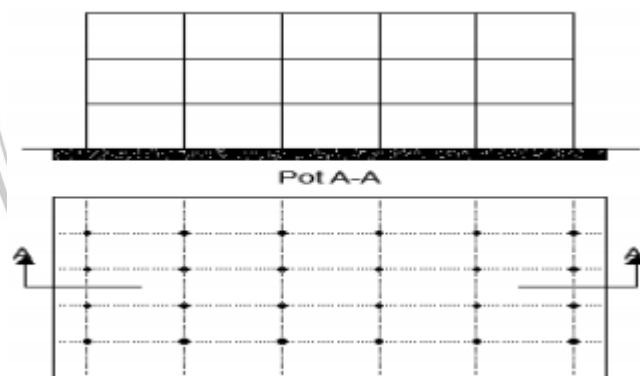
1. Berdasarkan bahan yang digunakan
 - a. Pondasi batu bata
 - b. Pondasi batu kali
 - c. Pondasi beton
2. Berdasarkan bentuk dan kedalaman
 - a. Pondasi dangkal
 - b. Pondasi dalam

3. Berdasarkan beban yang ditahan
 - a. Pondasi: menahan beban vertical
 - b. Turap: menahan beban horizontal

2.3 Pondasi Rakit

Pondasi rakit atau yang biasa disebut *Raft foundation* adalah jenis pondasi dangkal dengan bagian bawah struktur yang berbentuk rakit melebar keseluruhan bagian dasar bangunan. Pondasi rakit biasa digunakan pada tanah dengan daya dukung rendah. Jenis pondasi ini juga sering digunakan jika jarak antar kolom atau beban lain sangat dekat dalam kedua arah sehingga seluruh telapak pondasi bersentuhan. Selain itu jenis pondasi ini bermanfaat untuk mengurangi perbedaan penurunan dalam berbagai tanah.

Pada prinsipnya pondasi rakit adalah bahwa untuk satu bangunan menggunakan satu pondasi telapak untuk menopang seluruh beban kolom yang ada pada bangunan tersebut seperti pada Gambar 2.1.



Gambar 2.1 Pondasi Rakit (Bowles, 1993)

2.3.1 Kapasitas Dukung Pondasi Rakit

Kapasitas dukung ultimit bruto dari pondasi rakit dapat ditentukan menggunakan persamaan yang sama dengan yang digunakan pada pondasi dangkal, yaitu sebagai berikut:

2.3.1.1 Analisis Terzaghi

Terzaghi membagi kapasitas dukung pondasi dangkal yang disarankan berdasarkan faktor bentuk pondasi (Hardiyamo, 2002) adalah sebagai berikut:

a. Pondasi Bujur Sangkar

$$q_u = 1,3cN_c + p_oN_q + 0,4\gamma BN_\gamma \quad (2.1)$$

b. Pondasi Lingkaran

$$q_u = 1,3cN_c + p_oN_q + 0,3\gamma BN_\gamma \quad (2.2)$$

c. Pondasi Empat Persegi Panjang

$$q_u = cN_c (1 + 0,3B/L) + p_oN_q + 0,5\gamma BN_\gamma (1 - 0,2B/L) \quad (2.3)$$

di mana:

q_u	= kapasitas dukung ultimit (kN/m^2)
c	= kohesi tanah (kN/m^2)
p_o	= $D_f\gamma$ = tekanan overburden pada dasar pondasi (kN/m^2)
γ	= berat volume tanah (kN/m^3)
D_f	= kedalaman pondasi (m)
B	= lebar atau diameter pondasi (m)
L	= panjang pondasi (m)

2.3.1.2 Analisis Meyerhof

Meyerhof menyarankan persamaan kapasitas dukung dengan mempertimbangkan bentuk fondasi, kemiringan beban dan kuat geser tanah di atas fondasinya, (Hardiyatmo, 2002) sebagai berikut:

$$q_u = s_c d_c i_c c N_c + s_q d_q i_q p_o N_q + s_\gamma d_\gamma i_\gamma 0,5B'\gamma N_\gamma \quad (2.4)$$

dimana:

N_c, N_q, N_γ	= faktor daya dukung untuk setiap metode
s_c, s_q, s_γ	= faktor bentuk pondasi
i_c, i_q, i_γ	= faktor kemiringan

2.3.2 Penurunan Pondasi Rakit

Penurunan pada pondasi rakit dapat dihitung dengan persamaan penurunan segera (*Immidiata Settlement*) sebagai berikut:

$$S_i = q_n B \frac{1-\mu^2}{E_s} I_p \quad (2.5)$$

dimana:

S_i = Penurunan segera

B = Lebar pondasi

q_n = Tekanan pada dasar pondasi netto

μ = Angka Poisson

E_s = Modulus elastisitas tanah

I_p = Faktor pengaruh (tergantung dari kontak pondasi dan kekakuan pondasi)

Nilai parameter diatas didapat dari Tabel 2.1 dan Tabel 2.2.

Tabel 2.1 Nilai I_p Persamaan Timoshenko dan Goodier

Bentuk	Fleksibel (I_p)			Kaku	
	Pusat	Sudut	Rata-rata	I_p	I_m
Lingkaran	1,00	0,64	0,85	0,88	
Bujur Sangkar	1,12	0,36	0,95	0,82	3,7
Segi Empat					
L/B = 1,5	1,36	0,68	1,20	1,06	4,12
2,0	1,53	0,77	1,31	1,20	4,38
5,0	2,10	1,05	1,83	1,70	4,82
10,0	2,52	1,26	2,25	2,10	4,93
100,0	3,38	1,69	2,96	3,40	5,06

Sumber: Hardiyatmo, 2002

Tabel 2.2 Korelasi N-SPT dan q_c dengan Modulus Elastisitas pada Tanah Pasir

Subsurface Condition	Penetration Resistance Range N	Friction Angle ϕ	Poisson Ratio μ	Young's Modulus Range (E_s = psi)
Very Loose	0-4	28	0.45	0-440
Loose	4-10	28-30	0.4	440-1100
Medium	10-30	30-36	0.35	1100-3300
Dense	30-50	36-41	0.3	3300-5500
Very Dense	50-100	41-45	0.2	5500-11000

Sumber: Wesley, L.D., 1997

Skempton dan MacDonald (1955) menyarankan batas penurunan maksimum dan distorsi kekakuan maksimum seperti pada Tabel 2.3.

Tabel 2.3 Batas Penurunan Maksimum (Skempton dan MacDonald, 1955)

Jenis Pondasi	Batas Penurunan Maksimum (mm)
Pondasi terpisai pada tanah lempung	65
Pondasi terpisai pada tanah pasir	40
Pondasi rakit pada tanah lempung	65-100
Pondasi rakit pada tanah pasir	40-65

Sumber: Hardiyatmo, 1996

2.3.3 Kontrol Terhadap Gaya Geser

Untuk kontrol apakah pondasi aman terhadap geser dapat dilakukan analisa dua jenis perilaku geser (satu arah dan dua arah). Kontrol terhadap geser dapat dikatakan aman bila memenuhi persamaan 2.6 (Pamungkas, dan Harianti 2013).

$$\phi V_c > V_u \quad (2.6)$$

2.3.3.1 Geser Satu Arah

Dalam (Pamungkas dan Harianti, 2013) besar gaya geser terfaktor yang bekerja pada penampang kritis adalah:

$$V_u = \sigma L G' \quad (2.7)$$

Kekuatan geser beton adalah:

$$\phi V_c = \phi \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b d \quad (2.8)$$

di mana:

V_u = gaya geser 1 arah yang terjadi

σ = tegangan tanah yang terjadi

L = panjang pondasi

G' = daerah pembebanan yang diperhitungkan untuk geser satu arah

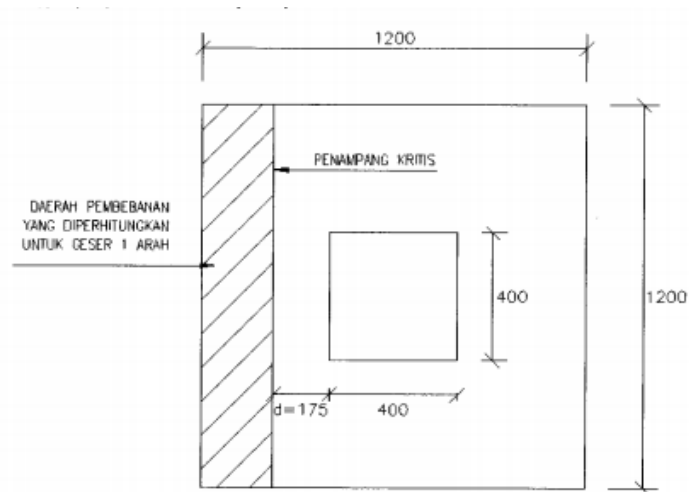
b = panjang pondasi

d = tebal efektif pondasi (h – selimut beton)

h = tebal pondasi

V_c = gaya geser nominal yang disumbangkan oleh beton

f'_c = kuat tekan beton yang disyaratkan



Gambar 2.2 Tinjauan Geser Satu Arah (Pamungkas dan Harianti, 2013)

2.3.3.2 Geser Dua Arah

Dalam (Pamungkas dan Harianti, 2013: 28) besar gaya geser yang bekerja pada penampang kritis adalah:

$$V_u = Pu - \sigma \times B'^2 \quad (2.9)$$

Dalam (SNI-03-2847-2013 pasal 11.11.2.1) besar (V_c) harus diambil nilai terkecil dari beberapa persamaan berikut:

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (2.10)$$

$$V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (2.11)$$

$$V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (2.12)$$

di mana:

V_u = gaya geser 2 arah yang terjadi

B' = lebar penampang kritis pondasi

d = tebal efektif pondasi (h – selimut beton)

h = tebal pondasi

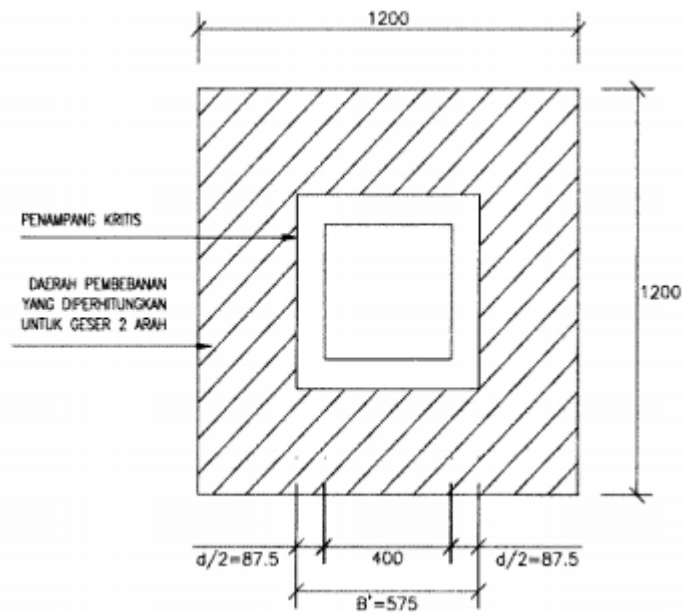
$$\beta_c = \frac{ak}{bk}$$

bk = panjang kolom

ak = lebar kolom

b_o = keliling penampang kritis pondasi telapak

α_s = konstanta untuk perhitungan pondasi telapak
 = 40 untuk kolom dalam
 = 30 untuk kolom tepi
 = 20 untuk kolom sudut



Gambar 2.3 Tianjauan Geser Dua Arah (Pamungkas dan Harianti, 2013)

2.3.4 Penulangan Pondasi Rakit

Penulangan struktur pondasi rakit yang berfungsi sebagai *pile cap* dianggap sama dengan penulangan pelat. Perencanaan penulangan mempunyai beberapa tahapan sebagai berikut:

A) Merencanakan sebagai balok persegi dengan lebar (b) dan tinggi efektif (d).

$$K_{perlu} = \frac{Mu}{b \times d^2} \quad (2.13)$$

dimana:

Mu = momen yang bekerja pada balok (kgm)

b = lebar balok (m)

h = tinggi balok (m)

d = tinggi efektif (m)

B) Rasio Penulangan yang dapat diperoleh dengan

$$\omega = 0,85 - \sqrt{0,72 - 1,7 \frac{k}{f'c}} \quad (2.14)$$

$$\rho = \omega \times \frac{f'c}{f_y} \quad (2.15)$$

$$\rho b = \frac{0,85 f'c}{f_y} \beta_1 \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (2.16)$$

$$\rho_{max} = 0,75 \rho b \quad (2.17)$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \quad (2.18)$$

Pemeriksaan terhadap rasio tulangan tarik: $\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$

Dimana:

$f'c$ = mutu beton $\beta_1 = 0,85$

f_y = mutu baja

C) Bila harga rasio penulangan memenuhi syarat maka dilanjutkan dengan perhitungan luas tulangan.

$$A_s = \rho b d_{rencana} \quad (2.19)$$

D) Dengan hasil luas tulangan yang sudah diketahui, lalu dapat dilanjutkan merencanakan diameter dan jarak tulangan yang disesuaikan dengan luas tulangan yang telah dihitung.

E) Pemeriksaan terhadap tinggi efektif yang dipakai ($d_{pakai} > d_{rencana}$)

$$d_{pakai} = h - \text{selimut beton} - \phi_{senggang} - \frac{1}{2} \phi_{tulangan} \quad (2.20)$$

2.4 Pondasi Tiang

Pondasi tiang adalah suatu konstruksi jenis pondasi dalam yang mampu menahan gaya orthogonal ke sumbu tiang dengan jalan menyerap lenturan. Pondasi tiang dibuat menjadi satu kesatuan yang monolit dengan menyatukan pangkal tiang pancang yang terdapat di bawah konstruksi, dengan tumpuan pondasi. Perencanaan jenis tiang yang akan dipakai ditentukan dengan persamaan berikut ini.

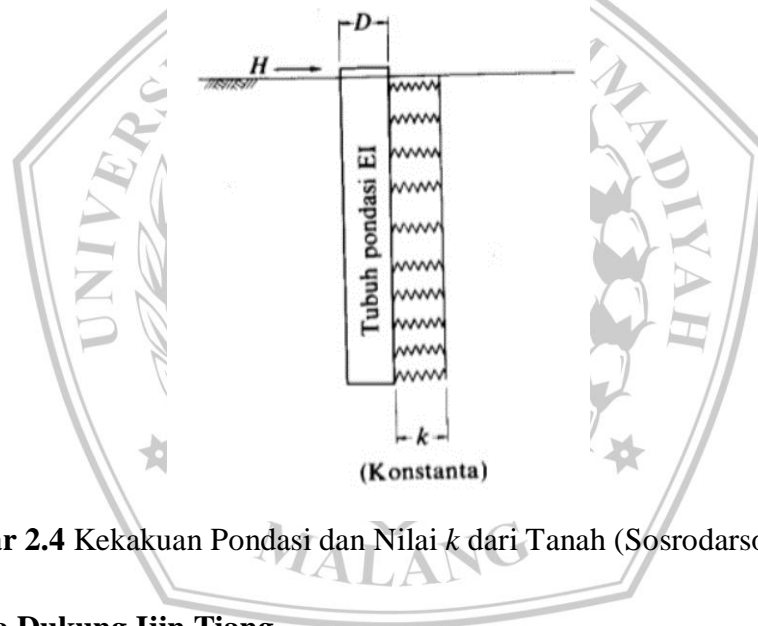
$$\text{Tiang Panjang: } l \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4EI}} > 3 \quad (2.21)$$

$$\text{Tiang Pendek: } 1 < l \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4EI}} \leq 3 \quad (2.22)$$

dimana

- l : Panjang tubuh pondasi yang tertanam di dalam tanah (cm)
 k : Koeffisien reaksi tanah dalam arah melintang (kg/cm^3)
 D : Diameter atau lebar tubuh pondasi (cm)
 EI : Kekakuan lentur tubuh pondasi

Persamaan persamaan tersebut dimaksud untuk menentukan apakah akibat lenturan tubuh pondasi ataupun lendutan akibat rotasi yang lebih menentukan, tergantung pada kekakuan tubuh pondasi dan sifat elastis tanah pondasi, jika hal ini dimisalkan sebagai suatu harga ketentuan k dalam arah melintang dan dibuat konstan untuk tubuh pondasi dan keliling tubuh pondasi seperti yang diperlihatkan pada Gambar 2.4, dan gaya mendatar H yang bekerja pada kepala tiang.



Gambar 2.4 Kekakuan Pondasi dan Nilai k dari Tanah (Sosrodarsono,2000)

2.4.1 Daya Dukung Ijin Tiang

Daya dukung ijin tiang ditinjau berdasarkan kekuatan ijin tekan dan kekuatan ijin tarik. Hal tersebut dipengaruhi oleh kondisi tanah dan kekuatan material tiang itu sendiri (Pamungkas dan Harianti, 2013).

2.4.1.1 Daya Dukung Ijin Tekan

Pamungkas dan Harianti, 2013 menyatakan analisis daya dukung ijin tekan pondasi tiang terhadap kekuatan tanah dapat dihitung menggunakan persamaan-persamaan berikut:

1. Berdasarkan data sondir (Guy Sangrelat)

$$Q_a = \frac{q_c \times A_p}{FK1} + \frac{T_f \times A_{st}}{FK2} \quad (2.23)$$

Di mana:

- Q_a = daya dukung ijin tekan tiang
 q_c = tahanan ujung konus sondir
 A_p = luas penampang tiang
 T_f = total friksi/jumlah hambatan pelekkan
 A_{st} = keliling penampang tiang
 $FK1, FK2$ = faktor keamanan, 3 dan 5

2. Berdasarkan data N SPT (Mayerhof)

$$Q_a = \frac{q_c \times A_p}{FK1} + \frac{\sum l_i f_i \times A_{st}}{FK2} \quad (2.24)$$

Di mana:

- Q_a = daya dukung ijin tekan tiang
 q_c = 20 N, untuk silt/clay
 = 40 N, untuk sand
 N = nilai N SPT
 A_p = luas penampang tiang
 A_{st} = keliling penampang tiang
 l_i = panjang segmen tiang yang ditinjau
 f_i = gaya geser pada selimut segmen tiang
 = N maksimum 12 ton/m², untuk silt/clay
 = N/5 maksimum 10 ton/m², untuk sand
 $FK1$ = faktor keamanan 1 = 3
 $FK2$ = faktor keamanan 2 = 5

3. Berdasarkan kekuatan material

$$Q_a = \sigma' b \times A_p \quad (2.25)$$

Di mana:

- Q_a = daya dukung ijin tekan tiang
 $\sigma' b$ = tegangan ijin bahan tiang
 A_p = luas penampang tiang

2.4.1.2 Daya Dukung Ijin Tarik

Analisis daya dukung ijin tarik pondasi tiang terhadap kekuatan tanah mempergunakan formula sebagai berikut:

1. Data sondir (Guy Sangrelat, Mayerhof)

$$Q_{ta} = \frac{(T_f \times A_{st}) \times 0,70}{FK2} + W_p \quad (2.26)$$

2. Data N SPT (Mayerhof)

$$Q_{ta} = \frac{\sum l_i f_i \times A_{st} \times 0,70}{FK2} + W_p \quad (2.27)$$

Di mana:

- Q_{ta} = daya dukung ijin tarik tiang
 T_f = total friksi/jumlah hambatan pelekkan
 A_{st} = keliling penampang tiang
 l_i = panjang segmen tiang yang ditinjau
 f_i = gaya geser pada selimut segmen tiang
 = N maksimum 12 ton/m², untuk silt/clay
 = N/5 maksimum 10 ton/m², untuk sand
 W_p = berat pondasi

2.4.1.3 Daya Dukung Horizontal

Dalam analisis gaya horizontal, tiang perlu dibedakan menurut model ikatannya dengan penutup tiang (pile cap). Karena itu, tiang dibedakan menjadi 2, yaitu:

1. Tiang ujung jepit (*fixed end pile*)
2. Tiang ujung bebas (*free end pile*)

Menurut McNulty dalam (Pamungkas dan Hariyati, 2013) mendefinisikan tiang ujung jepit sebagai tiang yang ujung atasnya terjepit (tertanam) pada pile cap paling sedikit sedalam 60 cm. Dengan demikian untuk tiang yang bagian atasnya tidak terjepit kurang dari 60 cm termasuk tiang ujung bebas (*free end pile*).

Pada tanah kohesif dan ujung terjepit untuk tiang pendek, daya dukung horizontal dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$H_u = 9 c_u D \left(L_p - \frac{3D}{2} \right) \quad (2.28)$$

$$M_{max} = H_u \left(\frac{L_p}{2} + \frac{3D}{2} \right) \quad (2.29)$$

Untuk tiang dengan panjang sedang, dimana tiang akan mengalami kelulutan ujung atas yang terjepit, daya dukung horizontal dapat dihitung dengan mengambil momen terhadap permukaan tanah, yaitu dengan menggunakan persamaan berikut:

$$M_y = \left(\frac{9}{4} \right) c_u D g^2 - 9c_u D f \left(\frac{3D}{2} + \frac{f}{2} \right) \quad (2.30)$$

$$H_u \text{ dihitung dengan mengambil } L_p = \frac{3D}{2} + f + g \quad (2.31)$$

Di mana:

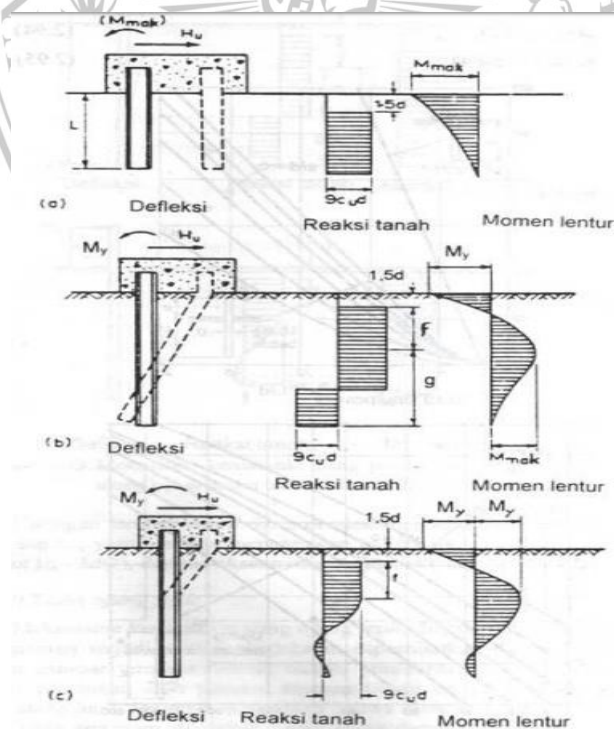
c_u = undrained strength

D = diameter tiang

L_p = panjang tiang yang tertanam

Cek apakah momen maks pada kedalaman $(f + \frac{3D}{2})$ lebih kecil dari M_y . Jika $M_{max} > M_y$ maka tiang termasuk tiang panjang. Untuk tiang panjang ($M_{max} > M_y$), nilai H_u dinyatakan dalam persamaan berikut:

$$H_u = \frac{2M_y}{\frac{3D}{2} + \frac{f}{2}} \quad (2.32)$$



Gambar 2.5 Tiang Ujung Jepit dalam Tanah Kohesif Broms, 1964 (a) Tiang Pendek (b) Tiang Sedang (c) Tiang Panjang (Pamungkas dan Harianti, 2013)

2.4.2 Jumlah Tiang

Perhitungan jumlah tiang yang dipertukan pada suatu titik kolom menggunakan beban aksial dengan kombinasi beban takterfaktor. Jumlah tiang yang dipertukan dihitung dengan membagi gaya aksial yang terjadi dengan daya dukung tiang. (Pamungkas dan Harianti, 2013).

$$n_p = \frac{P_{ult}}{Q_a} \quad (2.33)$$

Di mana:

n_p = jumlah tiang

P_{ult} = gaya aksial yang terjadi

Q_a = daya dukung ijin tiang

2.4.3 Penulangan Tiang

Penulangan tiang dihitung berdasarkan kebutuhan pada waktu pengangkatan. Pengangkatan dibedakan menjadi dua yaitu pengangkatan dua titik dan satu titik. Dalam penulangan tiang diperlukan adanya kontrol terhadap kekuatan bahan tiang pancang itu sendiri. (Sardjono, 1991)

$$\bar{P} \text{ tiang} = \bar{\sigma} \text{ bahan} \times A \text{ tiang} \quad (2.34)$$

Dimana:

$\bar{P} \text{ tiang}$ = kekuatan yang diijinkan pada tiang (kg)

$\bar{\sigma} \text{ bahan}$ = tegangan tekan ijin bahan tiang (kg/cm²)

$A \text{ tiang}$ = luas penampang tiang (cm²)

Untuk tegangan tekan beton maksimum sebagai kekuatan tekan lentur beton rencana, dapat dinyatakan sebagaimana (Peraturan Beton Bertulang Indonesia 1971 N.I-2)

$$\sigma = k_o \sigma'_{bk} \quad (2.35)$$

Dimana:

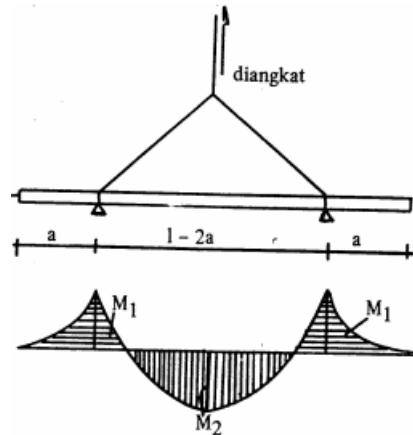
k_o = 0,5 ϕ untuk pembebanan tetap

= 0,6 ϕ untuk pembebanan sementara

σ'_{bk} = mutu beton (f'_c)

2.4.3.1 Pengangkatan Dua Titik

Berikut ini merupakan gambar momen yang terjadi pada pondasi tiang dengan berdasarkan pada pengangkatan dua titik.



Gambar 2.6 Pengangkatan Tiang pada Dua Titik. (Sardjono, 1991)

$$M_1 = \frac{1}{2} g a^2 \quad (2.36)$$

$$M_2 = \frac{1}{8} g (l - 2a)^2 - \frac{1}{2} g a^2 \quad (2.37)$$

$$M_1 = M_2 = \frac{1}{2} g a^2 = \frac{1}{8} g (l - 2a)^2 - \frac{1}{2} g a^2 \quad (2.38)$$

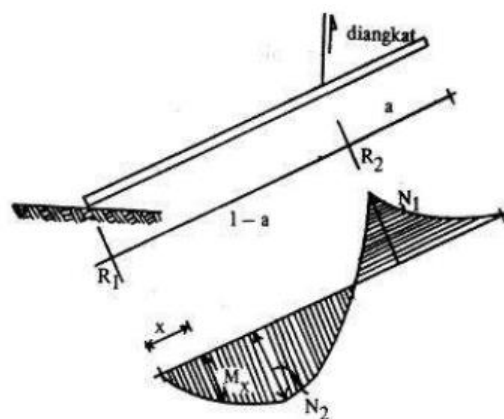
$$4a^2 + 4al - l^2 = 0 \quad (2.39)$$

Dimana:

g = berat tiang (kg/m)

2.4.3.2 Pengangkatan Satu Titik

Berikut ini merupakan gambar momen yang terjadi pada pondasi tiang dengan berdasarkan pada pengangkatan satu titik.



Gambar 2.7 Pengangkatan Tiang pada Satu Titik (Sardjono, 1991)

$$M_1 = \frac{1}{2} g a^2 \quad (2.40)$$

$$R_1 = \frac{1}{2} g (l - a) - \frac{1/2 g a^2}{l-a} \quad (2.41)$$

$$M_x = R_{1x} - \frac{1}{2} g x^2 \quad (2.42)$$

$$\text{Syarat ekstrim: } \frac{dM_x}{dx} = 0 \quad (2.43)$$

$$R_1 - g x = 0 \quad (2.44)$$

$$x = \frac{R_1}{g} = \frac{l^2 - 2al}{2(l-a)} \quad (2.45)$$

$$M_{max} = M_2 = R_1 \frac{l^2 - 2al}{2(l-a)} - \frac{1}{2} g \left\{ \frac{l^2 - 2al}{2(l-a)} \right\}^2 = \frac{1}{2} g \left\{ \frac{l^2 - 2al}{2(l-a)} \right\}^2 \quad (2.46)$$

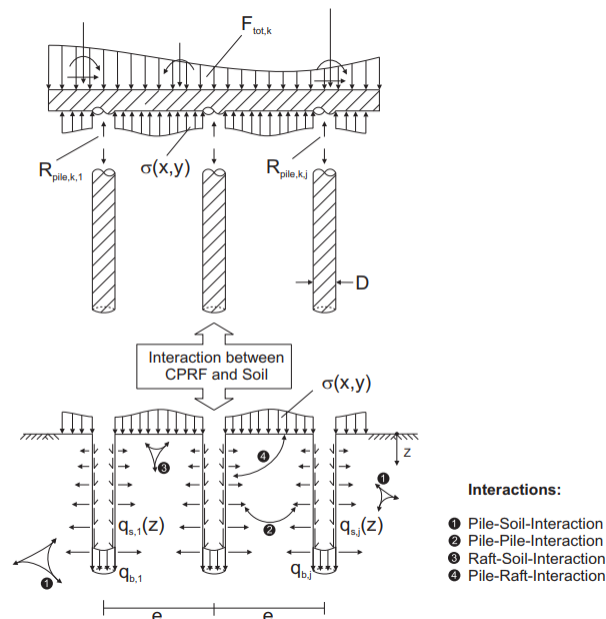
$$M_1 = M_2 = \frac{1}{2} g a^2 = \frac{1}{2} g \left\{ \frac{l^2 - 2al}{2(l-a)} \right\}^2 \quad (2.47)$$

$$a = \frac{l^2 - 2al}{2(l-a)} \quad (2.48)$$

$$2a^2 - 4al + l^2 = 0 \quad (2.49)$$

2.5 Pondasi Rakit Bertiang

Pondasi rakit bertiang atau biasa disebut dengan *Piled Raft Foundation* merupakan kombinasi daripada pondasi rakit dengan pondasi tiang, bekerja sebagai struktur komposit dengan memanfaatkan tiga jenis elemen penahan beban, pondasi rakit, tiang pancang dan tanah di bawah struktur. (Katzenbach, Arslan, dan Moormann; 2000). Maka dari itu, sebenarnya terdapat empat jenis interaksi yang terjadi dalam struktur pondasi piled raft. Keempat interaksi tersebut adalah interaksi antara tiang dengan tiang di sebelahnya, interaksi antar tiang dengan tanah, interaksi antara pondasi rakit dengan tanah, dan interaksi antara tiang dengan pondasi rakit. Lihat Gambar 2.8.



Gambar 2.8 Interaksi yang Terjadi pada Pondasi Rakit-Tiang (Mosallamy, 2008)

2.5.1 Daya Dukung Kelompok Tiang

Perhitungan jumlah tiang yang diperlukan masih belum sempurna karena daya dukung kelompok tiang bukanlah berarti daya dukung satu tiang dikalikan dengan jumlah tiang. Hal ini karena intervensi (tumpang tindihnya) garis-garis tegangan dari tiang-tiang yang berdekatan (*group action*). Pengurangan daya dukung kelompok tiang yang disebabkan oleh *group action* ini biasanya dinyatakan dalam satu angka efisiensi.

Perhitungan efisiensi kelompok tiang berdasarkan rumus *Converse-Labbarre* dari *Uniform Building Code AASHTO* adalah:

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \quad (2.50)$$

dimana:

E_g = efisiensi kelompok tiang

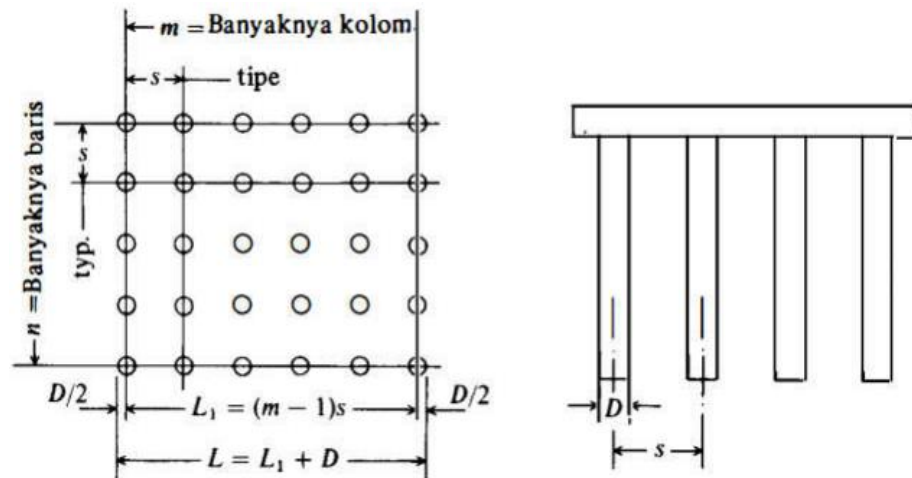
θ = $\arctan \frac{D}{s}$ (derajat)

D = diameter tiang

s = jarak antar tiang (as ke as)

m = jumlah tiang dalam satu kolom

n = jumlah tiang dalam satu baris



Gambar 2.9 Efisiensi Tiang Kelompok (Bowles, 1993)

Daya dukung kelompok tiang dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$Q_g = n \times Q_a \times E_g \quad (2.51)$$

dimana:

Q_g = daya dukung tiang kelompok

n = jumlah tiang

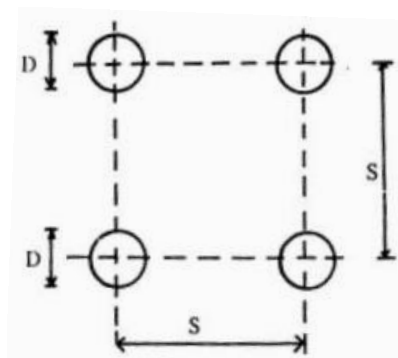
Q_a = daya dukung tiang tunggal

E_g = efisiensi kelompok tiang

Daya dukung kelompok tiang harus lebih besar dari gaya aksial yang terjadi. (Pamungkas dan Harianti, 2013).

2.5.2 Jarak Antar Tiang Dalam Kelompok

Berdasarkan pada perhitungan daya dukung tanah oleh Dirjen Bina Marga Departemen P.U.T.L disyaratkan jarak antara tiang:



$$S \geq 2,5 D \quad (2.52)$$

$$S \geq 3 D \quad (2.53)$$

Gambar 2.10 Jarak antar Pusat Tiang (Sardjono,1991)

2.5.3 Beban Maksimum Tiang Pada Kelompok Tiang

Akibat beban-beban dari struktur di atas dan juga dipengaruhi oleh formasi tiang dalam satu ketompok tiang, tiang-tiang akan mengalami gaya tarik atau tekan. Oleh karena itu tiang-tiang harus dikontrol untuk memastikan bahwa masing-masing tiang masih dapat menahan beban dari struktur atas sesuai dengan daya dukungnya.

Beban aksial dan momen yang bekerja akan didistribusikan ke pile cap dan kelompok tiang seperti Gambar 2.11. Berdasarkan rumus elastisitas dengan menganggap bahwa pile cap kaku sempurna, sehingga pengaruh gaya yang bekerja tidak menyebabkan pile cap melengkung atau deformasi.

$$P_{maks} = \frac{P_u}{np} \pm \frac{M_y \times X_{max}}{n_y \sum x^2} \pm \frac{M_x \times Y_{max}}{n_x \sum y^2} \quad (2.54)$$

Di mana:

P_{maks} = beban maksimum tiang

P_u = gaya aksial yang terjadi

M_y = momen yang bekerja tegak lurus sumbu y

M_x = momen yang bekerja tegak lurus sumbu x

X_{max} = jarak tiang arah sumbu x terjauh

Y_{max} = jarak tiang arah sumbu y terjauh

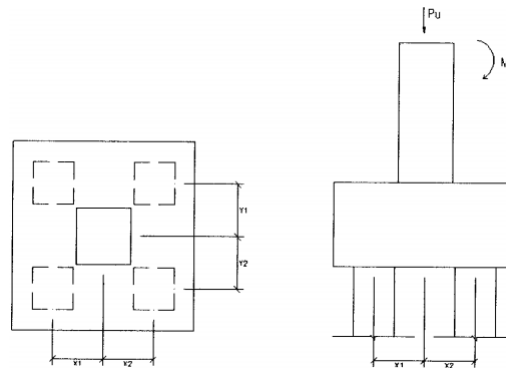
$\sum x^2$ = jumlah kuadrat x

$\sum y^2$ = jumlah kuadrat y

n_x = banyak tiang dalam satu baris arah sumbu x

n_y = banyak tiang dalam satu baris arah sumbu y

Bila P maksimum yang terjadi bernilai positif, maka *pile cap* mendapatkan gaya tekan. Bila P maksimum yang terjadi bernilai negatif, maka *pile cap* mendapatkan gaya tarik. Dari hasil-hasil tersebut dapat dilihat apakah masing-masing tiang masih memenuhi daya dukung tekan dan/atau tarik bila ada (Pamungkas dan Harianti, 2013).



Gambar 2.11 Beban yang Bekerja pada Pile Cap (Pamungkas dan Harianti, 2013)

2.5.4 Penurunan Kelompok Tiang

Pada suatu kelompok tiang (*pile group*) yang diatasnya dihubungkan satu sama lain dengan *pile cap* yang apabila kelompok tiang tersebut menerima beban secara merata, maka akan terjadi penurunan secara merata pula.

Penurunan tiang pada kelompok tiang merupakan jumlah penurunan elastis atau penurunan yang terjadi dalam waktu dekat (*immediate settlement* atau *elastic settlement*) S_i dan penurunan yang terjadi dalam jangka waktu yang panjang (*long term consolidation settlement*) S_c .

Penurunan total merupakan penjumlahan dari kedua jenis penurunan tersebut.

$$S = S_i + S_c \quad (2.55)$$

di mana:

S = penurunan total

S_i = *immediate settlement*

S_c = *consolidation settlement*

2.5.4.1 Penurunan Segera (*Immediate Settlement*)

Menurut Janbu, Bjerrum dan Kjaernsli, dalam (Pamungkas dan Harianti, 2013) penurunan segera adalah penurunan yang dihasilkan oleh distorsi massa tanah yang tertekan, terjadi pada volume konstan dan dirumuskan sebagai berikut:

$$S_i = \mu_i \mu_o \frac{qB}{E_u} \quad (2.56)$$

dimana:

S_i = penurunan segera

q = tekanan yang terjadi (P_u/A)

B = lebar kelompok tiang

E_u = modulus deformasi pada kondisi undrained

μ_i = faktor koreksi untuk tebal lapisan tanah dengan tebal terbatas H
(Gambar 2.12)

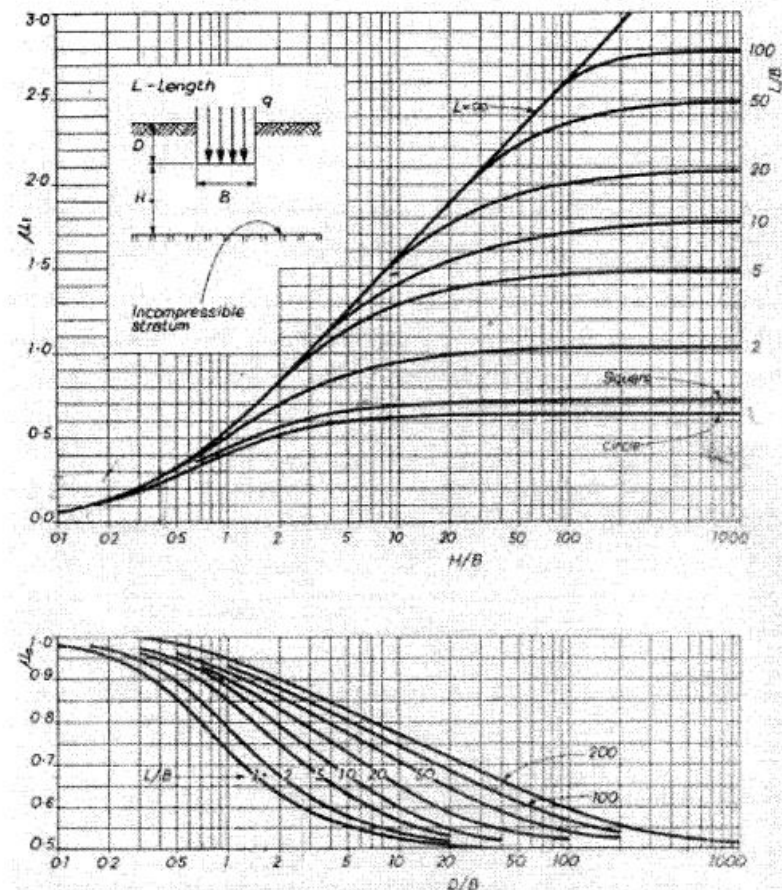
μ_o = faktor koreksi untuk kedalaman pondasi D_f (Gambar 2.12)

Harga modulus deformasi E_u diperoleh dari kurva tegangan regangan (*stress strain curve*) yang dihasilkan dari percobaan pembebanan tekanan pada tanah kondisi undrained. harga E_u didapat dari persamaan Bowles (1977) untuk pengujian kerucut statis (sondir) sebagai berikut:

$E_u = 3q_c$ (untuk pasir)

$E_u = 2 \text{ sampai } 8 q_c$ (untuk lempung)

$E_u = 400 C_u$ (untuk tanah liat)



Gambar 2.12 Grafik Hubungan μ_i , μ_o , Kedalaman Pondasi (D_f) dan Lebar Pondasi (B) (Pamungkas, dan Harianti 2013)

2.5.4.2 Penurunan Konsolidasi (*Consolidation Settlement*)

Menurut DAS (1998) konsolidasi adalah suatu proses pengecilan isi tanah jenuh secara perlahan-lahan dengan permeabilitas rendah akibat keluarnya air pori yang disebabkan oleh kenaikan tegangan total telah benar-benar hilang. Oleh karena itu, penurunan konsolidasi hanya terjadi pada tanah lempung. Sedangkan untuk tanah pasir, hanya terjadi penurunan seketika (*immediate settlement*).

Perkiraan penurunan konsolidasi diperkirakan dengan pengalihan beban kerja pada kedalaman $2/3 L$ dari puncak tiang. Pada kondisi tanah yang terkonsolidasi normal, jika tebal lapisan tanah sama dengan H maka penurunan yang terjadi:

$$S_c = \frac{C_c H}{1 + e_0} \cdot \log \frac{P_o + \Delta P}{P_o} \quad (2.57)$$

Keterangan:

- S_c = penurunan konsolidasi (m)
- H = tebal lapisan tanah
- e_0 = angka pori pada tegangan P_o (angka pori asli)
- e = angka pori pada tegangan P
- C_c = indkes pemampatan (*compression index*)
 $= 0,156 \cdot e_0 + 0,0107$ (Rendon-Herrero-1980) (2.58)
- P_o = tegangan efektif pada lapisan tanah (t/m^2)
- ΔP_i = perubahan tegangan pada lapisan tanah i (t/m^2)

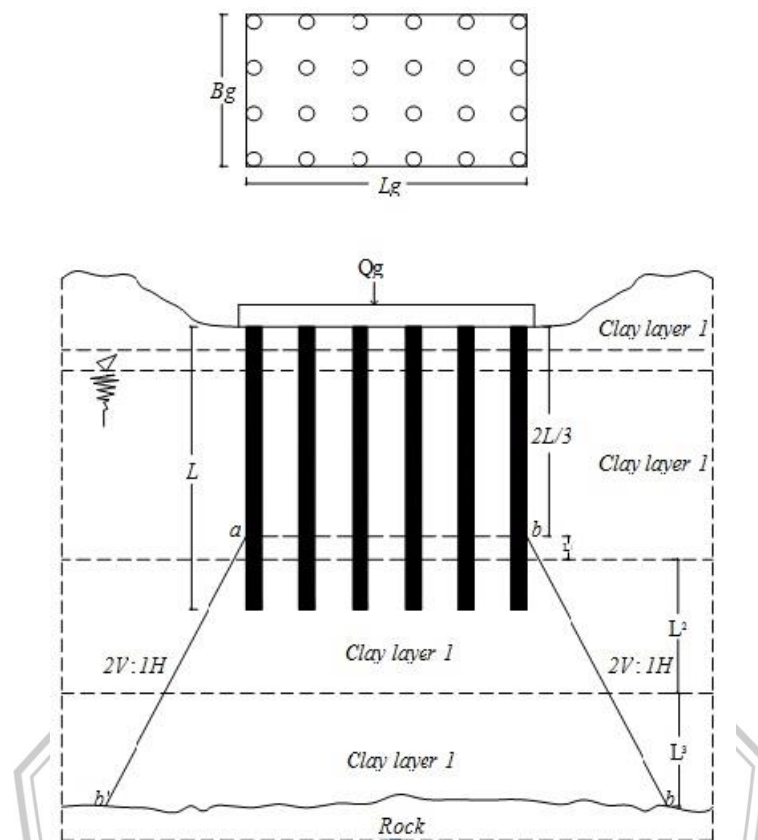
Untuk menghitung perubahan tegangan pada lapisan tanah i dengan beban Q_g dapat digunakan persamaan berikut:

$$\Delta P_i = \frac{Q_g}{(B_g + z_i)(L_g + z_i)} \quad (2.59)$$

Keterangan:

- B_g = lebar pondasi
- L_g = panjang pondasi
- z_i = jarak dari z_0 ($2/3$ panjang tiang) ke tengah lapisan i

Supaya lebih jelas tentang penurunan konsolidasi kelompok tiang dapat dilihat pada Gambar 2.13.



Gambar 2.13 Penurunan Konsolidasi Kelompok Tiang (Sardjono, 1991)

2.6 Perencanaan Sambungan Pondasi Rakit Dengan Pondasi Tiang

Perencanaan sambungan antara pondasi rakit dengan pondasi tiang adalah supaya tiang terpasang sempurna serta mampu meneruskan gaya-gaya yang bekerja pada struktur rakit dari beban struktur atas.

2.6.1 Perencanaan Beton Pengisi

Beton pengisi adalah bagian yang mengalami penambahan dan direncanakan dengan anggapan sebagai penampang beton bertulang. Perencanaan pemakaian tulangan mengikuti peraturan sesuai SKSNI T15:1991-03 sebagai berikut.

1. Menentukan luas longitudinal (A_{st}) yang akan digunakan. Menurut SNI-2847-2013, luas tulangan struktur komponen tekan tidak boleh kurang dari $0,01 A_g$ atau lebih dari $0,08 A_g$.

$$A_g = \frac{1}{4} \pi D^2 \quad (2.60)$$

$$A_{st} = \frac{1}{4} \pi D s t^2 n \quad (2.61)$$

Dimana:

A_g = luas penampang beton (mm^2)

A_{st} = luas tulangan (mm^2)

D = diameter penampang beton (mm)

D_{st} = diameter tulangan (mm)

n = jumlah tulangan

2. Penampang beton pengisi yang berbentuk lingkaran lalu diekuivalenkan menjadi penampang persegi guna menentukan eksentrisitas dalam keadaan seimbang.

- a. Tinggi ekivalen

$$h_{eq} = 0,8 D \quad (2.61)$$

- b. Lebar ekivalen

$$B_{eq} = \frac{\frac{1}{4}\pi D^2}{0,8 D} \quad (2.62)$$

- c. Luas tulangan total A_{st} didistribusikan pada dua lapis.

$$A_s = A_{s'} = \frac{1}{2} A_{st} \quad (2.63)$$

- d. Jarak antar lapis tulangan

$$D_{seq} = \frac{2}{3} D_s \quad (2.64)$$

Dimana:

D_s = tinggi efektif penampang (mm)

3. Cek eksentrisitas rencana yang diberikan (e) dibandingkan dengan eksentrisitas seimbang (e_b)

$$Cb = \frac{600}{600 + f_y} \times d_{eq} \quad (2.65)$$

$$Ab = \beta_1 \times Cb \quad (2.66)$$

Regangan pada baja tulangan

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_s \left(Cb - \frac{h_{eq} - D_{seq}}{2} \right)}{Cb} \quad (2.67)$$

Tegangan leleh baja tulangan

$$F_s' = E_s \times \varepsilon'_s \quad (2.68)$$

Gaya aksial tekan dalam keadaan seimbang

$$P_{ub} = (0,85 \times f_c' \times A_b \times B_{eq}) + (A_s' \times f_s' - A_s \times f_y) \quad (2.69)$$

Momen dalam keadaan seimbang

$$M_{ub} = 0,85 f_c' A_b B_{eq} \left(\frac{1}{2} h_{eq} - \frac{1}{2} A_b \right) + A_s' F_s' \left(\frac{1}{2} h_{eq} - \frac{h_{eq} - D_{seq}}{2} \right) + A_s F_y (d_{eq} - \frac{1}{2} h_{eq}) \quad (2.70)$$

$$e = \frac{M_u}{P_u} \quad (2.71)$$

$$e_b = \frac{M_{ub}}{P_{ub}} \quad (2.72)$$

- Jika keadaan $P_u < P_b$ atau $e > e_b$ maka keruntuhan yang terjadi berupa keruntuhan tarik dengan eksentrisitas besar.
- Jika keadaan $P_u > P_b$ atau $e < e_b$ maka keruntuhan yang terjadi berupa keruntuhan tekan dan eksentrisitas kecil.

4. Kontrol kuat tekan nominal penampang terhadap kuat tekan ultimit yang bekerja (faktor reduksi kekuatan $\phi = 0,75$)

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} \quad (2.73)$$

$$\rho_g = \frac{A_{st}}{A_g} \quad (2.74)$$

$$P_n = 0,85 f_c' h^2 \left(\sqrt{\left(\frac{0,85 e_b}{h} - 0,38 \right)^2 + \frac{\rho_g m D_s}{2,5 h}} - \left(\frac{0,85 e_b}{h} - 0,38 \right) \right) \quad (2.75)$$

Syarat $\phi P_n \geq P_u$

2.6.2 Panjang Beton Pengisi

Menurut Suyono Sosrodarsono dan Kazuto Nakazawa (2000), panjang beton pengisi dirumuskan sebagai berikut:

$$L_1 = 50 \phi \quad (2.76)$$

Dimana:

L_1 = panjang penambahan beton pengisi (mm)

ϕ = Diameter tulangan longitudinal untuk pengisi beton (mm)

2.6.3 Panjang Jangkar Penulangan (Penyaluran)

Panjang penyaluran untuk tulangan ulir dalam kondisi tarik (l_d) tidak boleh kurang dari 30 mm dan harus dihitung seperti persamaan berikut:

$$ld = \left(\frac{fy}{1,1\lambda\sqrt{fc'}} \times \frac{\psi_t\psi_e\psi_s}{\frac{Cb+Ktr}{d_b}} \right) d_b \quad (2.77)$$

Dimana:

F_y = kuat tarik baja tulangan (MPa)

λ = 0,7 (beton ringan)

= 1,0 (beton normal)

$F_{c'}$ = tegangan tekan beton (MPa)

C_b = permukaan beton terdekat, dan setengah spasi pusat ke pusat batang tulangan atau kawat yang disalurkan (mm)

d_b = diameter tulangan pokok

ψ_t = 1,3 segar dicor dibawah panjang penyaluran atau sambungan
= 10 untuk situasi lainnya

ψ_e = 1,5 untuk batang tulangan dilapisi epoksi,
batang tulangan dilapisi bahan seng dan epoksi,
kawat dilapisi dengan selimut $< 3d_b$ atau spasi bersih $< 6d_b$
= 1,2 untuk situasi lainnya

= 1,0 untuk tulangan tidak dilapisi atau dilapisi bahan seng

ψ_s = 0,8 untuk batang tulangan D-19 atau lebih kecil

= 1,0 untuk batang tulangan D-22 atau lebih besar

Untuk nilai ruas pengengkangan, $\frac{Cb+Ktr}{d_b}$ tidak boleh lebih besar daripada 2,5.

Nilai K_{tr} dihitung dengan persamaan berikut.

$$K_{tr} = \frac{40 A_{tr}}{S_n} \quad (2.78)$$

Dimana:

A_{tr} = luas penampang total tulangan transversal dalam spasi s (mm²)

s = spasi pusat ke pusat tulangan longitudinal (mm)

n = jumlah batang tulangan yang disambung atau disalurkan sepanjang bidang pembelahan

Dijijinkan untuk menggunakan nilai $K_{tr} = 0$ sebagai penyederhanaan desain meskipun terdapat tulangan transversal.

Untuk batang tulangan ulir dan kawat ulir dalam kondisi tekan (l_{dc}) harus diambil nilai yang terbesar dari dua persamaan sebagai berikut, akan tetapi tidak boleh kurang dari 200 mm (SNI 2847-2013)

$$l_{dc} = \left(\frac{0,24 f_y}{\lambda \sqrt{f_{c'}}} \right) d_b \quad (2.79)$$

$$l_{dc} = (0,043 f_y) d_b \quad (2.80)$$

Dimana:

F_y = kuat tarik baja tulangan (MPa)

λ = 0,7 untuk beton ringan

= 1,0 untuk beton normal

$F_{c'}$ = tegangan tekan beton (MPa)

d_b = diameter tulangan pokok (mm)

2.7 Pembebanan

Perhitungan pembebanan didasarkan pada peraturan SNI-1727:2013 (Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain) dan SNI-1726:2012 (Tata Cara Perancangan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung). Beban yang ditinjau terdiri dari beban mati, beban hidup, dan beban gempa.

2.7.1 Beban Mati atau *Dead Load* (DL)

Beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, *finishing*, klading gedung dan komponen arsitektural dan struktural lainnya serta peralatan layan terpasang lain termasuk berat keran (SNI 1727-2013).

2.7.2 Beban Hidup atau *Live Load* (LL)

Beban hidup adalah beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan, seperti beban angin, beban hujan, beban gempa, beban banjir atau beban mati (SNI 1727-2013). Beban hidup yang diketahui beratnya sudah tercantum di dalam peraturan-peraturan yang berlaku, maka harus mengikuti ketentuan yang berlaku tersebut.

2.7.3 Beban Gempa atau *Earthquake Load* (EL)

Beban gempa dapat diartikan sebagai gaya-gaya yang bekerja pada suatu struktur yang terjadi oleh pergerakan tanah akibat gempa bumi (baik gempa tektonik maupun vulkanik) yang mempengaruhi struktur tersebut.

Perencanaan pondasi memerlukan perhitungan gaya gempa untuk mendapatkan reaksi maksimum yang bekerja pada gedung. Beban gempa ditentukan berdasarkan Tata Cara Perancangan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung (SNI-1726:2012).

2.7.3.1 Faktor keutamaan dan kategori risiko struktur bangunan (I_e)

Berdasarkan pada SNI 1726-2012, untuk menentukan kategori resiko struktur bangunan gedung dan non gedung dapat ditentukan sesuai dengan Tabel 2.4 dan pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan I_e yang ditentukan berdasarkan Tabel 2.5.

Tabel 2.4 Kategori Resiko Bangunan Gedung dan Non Gedung untuk Beban Gempa

Deskripsi Bangunan	Kategori
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: <ul style="list-style-type: none"> – Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan – Fasilitas sementara – Gudang penyimpanan – Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I, III, IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk <ul style="list-style-type: none"> – Perumahan – Rumah toko dan rumah kantor – Pasar – Gedung Perkantoran – Gedung apartemen/ rumah susun – Pusat perbelanjaan/ mall – Bangunan industry – Fasilitas manufaktur – Pabrik 	II

Tabel 2.4 Lanjutan

Deskripsi Bangunan	Kategori
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki resiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> – Bioskop – Gedung pertemuan – Stadion – Fasilitas kesejatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat – Fasilitas penitipan anak – Penjara – Bangunan untuk orang jompo <p>Gedung dan non gedung, tidak termasuk ke dalam kategori resiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	III
<p>Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> – Bangunan – Bangunan monumental – Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan – Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat – Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya – Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat – Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat – Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat <p>Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori resiko IV</p>	IV

Sumber: SNI-1726-2012

Tabel 2.5 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori Risiko	Faktor keutamaan gempa, I_e
I atau II	1,02
III	1,25
IV	1,5

Sumber: SNI-1726-2012

2.7.3.2 Klasifikasi Situs

Dalam perumusan kriteria desain seismik suatu bangunan di permukaan tanah atau penentuan amplifikasi besaran percepatan gempa puncak dari batuan dasar ke permukaan tanah untuk suatu situs, maka situs tersebut harus diklasifikasikan terlebih dahulu. Profil tanah di situs harus diklasifikasikan sesuai dengan Tabel 2.6 (SNI 1726-2012).

Tabel 2.6 Klasifikasi Situs

Kelas Situs	\bar{v}_s (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	\bar{S}_u (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	Tidak dapat dipakai	Tidak dapat dipakai
SB (batuan)	750 sampai 1500	Tidak dapat dipakai	Tidak dapat dipakai
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	> 50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	< 15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut: 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w > 40$, 3. Kuat geser niralir, $s_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik situs)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: – rawan dan potensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah – lempung sangat organik dan atau gambut (ketebalan, $H > 3$ m) – lempung berplastisitas sangat tinggi ($H > 7,5$ m, dengan Indeks Plastisitas $PI > 75$) lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\bar{S}_u < 50$ kPa		

Sumber: SNI-1726-2012

Dalam klasifikasi situs, profil tanah yang mengandung beberapa lapisan tanah dan atau batuan yang nyata berbeda, harus dibagi menjadi lapisan-lapisan dari nomor ke-1 hingga ke-n dari atas ke bawah, sehingga ada total n-lapisan tanah yang berbeda pada lapisan 30 m paling atas tersebut.

Untuk mendapatkan nilai kecepatan rata-rata gelombang geser \bar{v}_s menggunakan langkah persamaan (2.81), tahanan penetrasi standar lapangan rata-rata \bar{N} menggunakan persamaan (2.82) dan tahanan penetrasi standar rata-rata untuk lapisan tanah non-kohefif \bar{N}_{ch} menggunakan persamaan (2.83) serta kuat geser niralir rata-rata \bar{S}_u harus melalui langkah dari persamaan (2.85).

1. Nilai Kecepatan rata-rata Gelombang Geser, \bar{v}_s

$$\bar{v}_s = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{v_{si}}} \quad (2.81)$$

d_i = tebal setiap lapisan antara kedalaman 0 sampai 30 m

v_{si} = kecepatan gelombang geser lapisan i (m/detik)

$\sum_{i=1}^n d_i = 30 \text{ m}$

2. Tahanan penetrasi standar lapangan rata-rata, \bar{N} dan tahanan penetrasi standar rata-rata untuk lapisan tanah non-kohefif, \bar{N}_{ch}

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}} \quad (2.82)$$

Dengan N_i dan d_i dalam persamaan (2.82) berlaku untuk tanah non kohesif, tanah kohesif, dan lapisan batuan.

$$\bar{N}_{ch} = \frac{d_s}{\sum_{i=1}^m \frac{d_i}{N_i}} \quad (2.83)$$

Dengan N_i dan d_i dalam persamaan (2.83) berlaku untuk tanah non kohesif saja, dan

$$\sum_{i=1}^m d_i = d_s \sum_{j=1}^m d_i = d_s \quad (2.84)$$

d_s = ketebalan total lapisan tanah non-kohefif 30 m paling atas

N_i = tahanan penetrasi standar 60 persen energi (N_{60}) yang terukur langsung di lapangan tanpa koreksi dengan nilai ≤ 305 pukulan/m

3. Kuat geser niralir rata-rata, \bar{S}_u

$$\bar{S}_u = \frac{d_c}{\sum_{i=1}^k \frac{d_i}{S_{ui}}} \quad (2.85)$$

$$\sum_{i=1}^k d_i = d_c \quad (2.86)$$

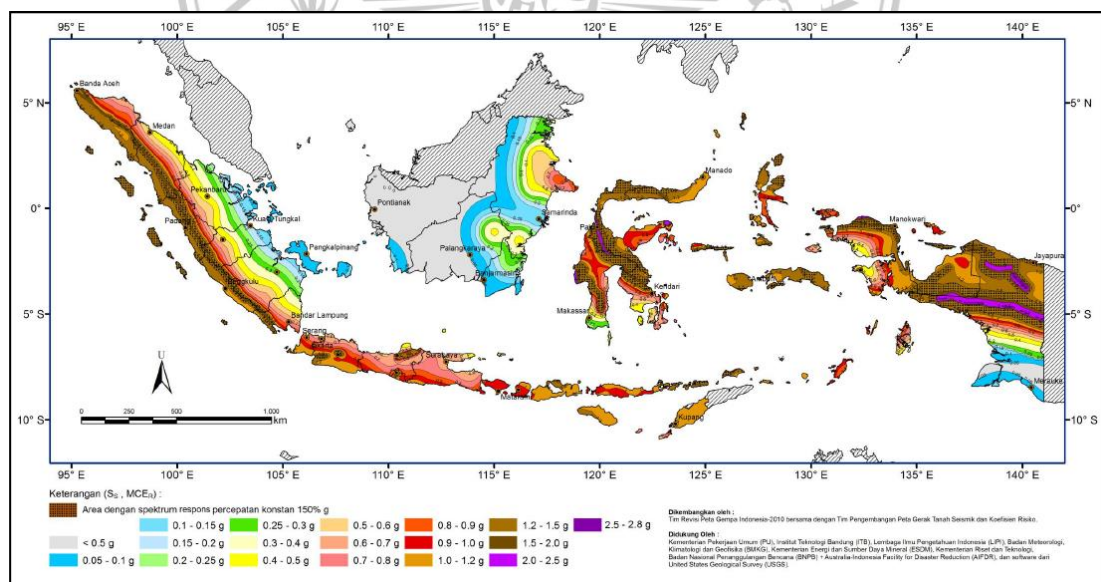
d_c = ketebalan total dari lapisan-lapisan tanah kohesif di dalam lapisan 30 meter paling atas. (m)

PI = indeks plastis

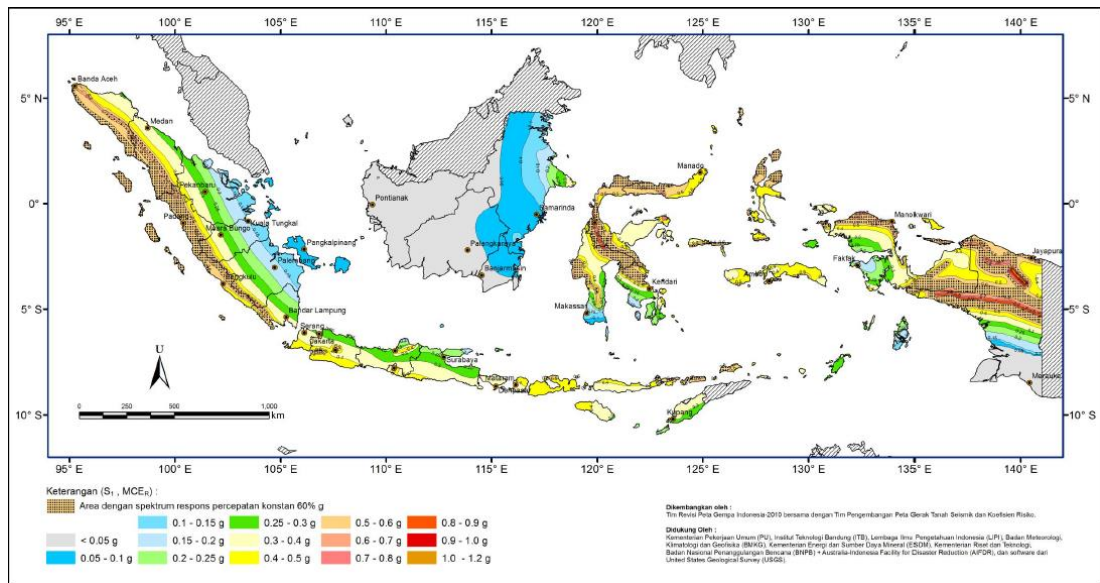
S_{ui} = kuat geser niralir (kPa), dengan nilai tidak lebih dari 250 kPa

2.7.3.3 Parameter Percepatan Terpetakan

Setelah mengetahui klasifikasi situs dan mengetahui letak lokasi bangunan, langkah berikutnya adalah mengetahui parameter percepatan batuan dasar pada perioda pendek (S_s) dan percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik (S_1). Parameter tersebut harus ditetapkan masing-masing dari respons spectral percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismik pada Gambar 2.14 dan Gambar 2.15.



Gambar 2.14 S_s , Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko Tertarget (MCE_R), Kelas Situs SB (SNI-1726-2012)



Gambar 2.15 S_1 , Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko Tertarget (MCE_R), Kelas Situs SB. (SNI-1726-2012)

2.7.3.4 Koefisien Situs dan parameter Respons Spektral Percepatan Gempa Maksimum Yang Dipertimbangkan Risiko Tertarget (MCE_R)

Berdasarkan pada SNI 1726-2012: 21 untuk penentuan respons spektral percepatan gempa MCE_R di permukaan tanah, diperlukan faktor amplifikasi sesimik pada periode 0,2 detik dan periode 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek (F_a) dan faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode 1 detik (F_v). Parameter spektrum respons percepatan pada periode pendek (S_{ms}) dan periode 1 detik (S_{m1}) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dari persamaan berikut:

$$S_{ms} = F_a S_s \quad (2.87)$$

$$S_{m1} = F_v S_1 \quad (2.88)$$

Keterangan:

S_s = parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk periode pendek

S_1 = parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk periode 1,0 detik

Dan koefisien situs F_a dan F_v diperoleh dari tabel 2.7 dan 2.8.

Tabel 2.7 Koefisien Situs, F_a

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCER) terpetakan pada periode pendek, $T = 0,2$ detik, S_s				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS ^b				

Sumber: SNI-1726-2012: 22

Tabel 2.8 Koefisien Situs, F_v

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCER) terpetakan pada periode 1 detik, S_1				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS ^b				

Sumber: SNI-1726-2012: 22

Catatan:

- (a) Untuk nilai-nilai antara S_s dan S_1 dapat dilakukan interpolasi linier
- (b) SS = situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs spesifik.

2.7.3.5 Parameter Percepatan Spektral Desain

Berdasarkan SNI-1726-2012: 22 Parameter percepatan spektral desain untuk perioda pendek, S_{DS} dan pada perioda 1 detik, S_{DI} harus ditentukan melalui persamaan berikut:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (2.89)$$

$$S_{DI} = \frac{2}{3} S_{MI} \quad (2.90)$$

2.7.3.6 Respons Spektrum Desain

1. Untuk perioda yang lebih kecil dari T_0 , spectrum respons percepatan desain, S_a , harus diambil dari persamaan:

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (2.91)$$

2. Untuk perioda lebih besar atau sama dengan T_0 dan lebih kecil atau sama dengan T_s , spektrum respons percepatan desain S_a sama dengan S_{DS} ;
3. Untuk perioda lebih besar dari T_s , spektrum respons percepatan desain S_a diambil berdasarkan persamaan:

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (2.92)$$

Keterangan:

S_{DS} = parameter respons spektral percepatan desain pada perioda pendek;

S_{D1} = parameter respons spektral percepatan desain pada perioda 1 detik;

T = periode getar fundamental struktur

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

2.7.3.7 Kategori Desain Seismik (KDS)

Berdasarkan pada SNI-1726-2012; 24 yang menyatakan struktur pada kategori risiko I, II, III yang berlokasi dimana $S_I \geq 0,75$ harus ditetapkan sebagai struktur dengan kategori desain seismik E. Struktur yang berkategori risiko IV berlokasi di mana $S_I \geq 0,75$ harus ditetapkan sebagai struktur dengan kategori desain seismik F. Semua struktur lainnya harus ditetapkan kategori desain seismiknya berdasarkan kategori risiko dan parameter respons spektral percepatan desainnya S_{DS} dan S_{D1} . Masing-masing bangunan dan struktur harus ditetapkan ke dalam kategori desain seismik yang lebih parah, dengan mengacu pada Tabel 2.9 atau Tabel 2.10, terlepas dari periode fundamental getaran struktur. Nilai yang diambil adalah yang paling besar dari kedua KDS tersebut. Apabila $S_I < 0,75$, kategori desain seismik diijinkan untuk ditentukan sesuai Tabel 2.9.

Tabel 2.9 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode Pendek

Nilai S_{DS}	Kategori Risiko	
	I, II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

Sumber: SNI-1726-2012: 24

Tabel 2.10 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode Satu Detik

Nilai S_{DI}	Kategori Risiko	
	I, II atau III	IV
$S_{DI} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DI} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{DI} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{DI}$	D	D

Sumber: SNI-1726-2012: 25

2.7.3.8 Sistem Struktur dan Parameter Struktur

Mengacu pada (SNI-1726-2012: 34); sistem struktur yang dipilih haruslah sesuai dengan batasan dan memperhatikan koefisien dalam jenis sistem struktur yang termuat dalam Tabel 2.11.

Tabel 2.11 Faktor R , C_d , Ω_0

No	Sistem penahan gaya seismik	R	C_d	Ω_0	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m)				
					Kategori desain seismik				
					B	C	D	E	F
	Sistem rangka pemikul momen								
1	Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5,5	TB	TB	TB	TB	TB
2	Rangka batang pemikul momen khusus	7	3	5,5	TB	TB	48	30	TI
3	Rangka baja pemikul momen menengah	4,5	3	4	TB	TB	10	TI	TI

Tabel 2.11 lanjutan

No	Sistem penahan gaya seismik	R	Cd	Ω_0	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, hn (m)				
					Kategori desain seismik				
					B	C	D	E	F
	Sistem rangka pemikul momen								
4	Rangka baja pemikul momen biasa	3,5	3	3	TB	TB	TI	TI	TI
5	Beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5,5	TB	TB	TB	TB	TB
6	Beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4,5	TB	TB	TI	TI	TI
7	Beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2,5	TB	TI	TI	TI	TI
8	Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5,5	TB	TB	TB	TB	TB
9	Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4,5	TB	TB	TI	TI	TI
10	Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5,5	48	48	30	TI	TI
11	Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2,5	TB	TI	TI	TI	TI
12	Rangka baja canai dingin pemikul momen khusus dengan pembautan	3,5	3	3,5	10	10	10	10	10

Sumber: SNI-1726-2012: 36

Keterangan:

TB = tidak dibatasi

TI = tidak diijinkan

2.7.3.9 Faktor Redundansi

Struktur penahan beban lateral dengan kategori desain seismik D, E dan F harus dikenakan faktor redundansi, ρ , sebesar 1,3 dalam kombinasi bebannya. Boleh digunakan faktor redundansi sebesar 1,0 apabila syarat-syarat berikut ini terpenuhi.

- a. Masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35% geser dasar dalam arah yang ditinjau harus sesuai dengan Tabel 2.12.
- b. Struktur dengan denah beraturan di semua tingkat dengan sistem penahan gaya gempa terdiri dari paling sedikit dua bentang perimeter penahan gaya gempa yang merangka pada masing-masing sisi struktur dalam masing-masing arah orthogonal di setiap tingkat yang menahan lebih dari 35% geser dasar. Jumlah bentang untuk dinding geser harus dihitung sebagai panjang dinding geser dibagi dengan tinggi atau dua kali panjang dinding geser dibagi dengan tinggi tingkat, h_{sx} untuk konstruksi rangka ringan.

Tabel 2.12 Persyaratan Masing-masing Tingkat yang Menahan > 35% Gaya Geser Dasar

Elemen penahan gaya lateral	Persyaratan
Rangka dengan bresing	Pelepasan bresing individu, atau sambungan yang terhubung, tidak akan mengakibatkan reduksi kuat tingkat sebesar lebih dari 33%, atau sistem yang dihasilkan tidak mempunyai ketidakaturan torsi yang berlebihan
Rangka pemikul momen	Kehilangan tahanan momen di sambungan balok ke kolom di kedua ujung balok tunggal tidak akan mengakibatkan lebih dari reduksi kuat tingkat sebesar 33%, atau sistem yang dihasilkan tidak mempunyai ketidakaturan torsi yang berlebihan

Sumber: SNI-1726-2012: 47

2.7.3.10 Prosedur Perhitungan Gaya Lateral Ekuivalen

A. Geser Dasar Seismik

Berdasarkan pada SNI-1726-2012: 54, geser dasar seismik, V , dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut:

$$V = C_s W \quad (2.93)$$

Keterangan:

C_s = koefisien respons seismik

W = berat seismik efektif (kN)

B. Perhitungan Koefisien Respons Seismik

Perhitungan respons seismik, C_s harus ditentukan sesuai dengan persamaan (2.48):

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.94)$$

Dengan:

S_{DS} = parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang periode pendek

R = factor modifikasi respons yang ditentukan oleh sistem penahan gempa yang dipilih

I_e = factor keutamaan gempa yang ditentukan kategori risiko

Nilai C_s yang dihitung tidak perlu melebihi dari

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.95)$$

Nilai C_s harus tidak kurang dari

$$C_s = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01 \quad (2.96)$$

Untuk struktur yang berlokasi di daerah di mana S_I sama dengan atau lebih besar dari 0,6g, maka C_s harus tidak kurang dari:

$$C_s = \frac{0,5 S_I}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.97)$$

Dengan:

S_{D1} = parameter percepatan spektrum respons desain pada periode 1,0 detik

T = periode fundamental struktur (detik)

S_I = parameter percepatan spektrum respons maksimum

C. Penentuan Periode

Periode fundamental struktur, T , dalam arah yang ditinjau harus diperoleh menggunakan properti struktur dan karakteristik deformasi elemen penahan dalam analisis yang teruji. Periode fundamental struktur, T , tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada periode yang dihitung (C_u) dari Tabel 2.13 dan periode fundamental pendekatan, T_a yang ditentukan sesuai persamaan (2.98).

Sebagai alternatif, pada pelaksanaan analisis untuk menentukan perioda fundamental struktur, T , diijinkan secara langsung menggunakan perioda bangunan pendekatan, T_a , yang dihitung dengan persamaan berikut:

$$T_a = C_t h_n^x \quad (2.98)$$

Dengan h_n adalah ketinggian struktur, dalam (m), di atas sampai tingkat tertinggi struktur, dan nilai parameter perioda pendekatan C_t dan x ditentukan dalam Tabel 2.14.

Tabel 2.13 Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yang Dihitung

Parameter Percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{DI}	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Sumber: SNI-1726-2012: 56

Tabel 2.14 Nilai Parameter Perioda Pendekatan C_t dan x

Tipe Struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka memikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau berhubungan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa :		
Rangka baja pemikul momen	0,0724 ^a	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466 ^a	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731 ^a	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731 ^a	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488 ^a	0,75

Sumber: SNI-1726-2012: 56

Sebagai alternatif, diijinkan untuk menentukan perioda fundamental pendekatan (T_a), dalam detik, dan persamaan (2.99) untuk struktur dengan ketinggian tidak melebihi 12 tingkat dengan sistem penahan gaya gempa terdiri dari rangka penahan momen beton atau baja secara keseluruhan dan tinggi tingkat paling sedikit 3 m.

$$T_a = 0,1 N \quad (2.99)$$

Dengan N adalah jumlah tingkat.

D. Distribusi Vertikal Gaya Gempa

Gaya gempa lateral (F_x), dalam (kN), yang timbul di semua tingkat harus ditentukan dari persamaan berikut:

$$F_x = C_{vx}V \quad (2.100)$$

Dan

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (2.101)$$

Dengan:

C_{vx} = faktor distribusi vertikal

V = gaya lateral desain total atau geser di dasar struktur, dinyatakan dalam kilo newton (kN)

w_i dan w_x = bagian berat seismik efektif total struktur yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat i atau x (kN)

h_i dan w_x = tinggi dari dasar sampai tingkat i atau x , dalam meter (m)

k = eksponen yang terkait dengan perioda struktur berikut ini:
struktur dengan perioda 0,5 atau kurang, $k = 1$
struktur dengan perioda 2,5 atau lebih, $k = 2$
struktur dengan perioda 0,5 -2,5 $k=2$, atau interpolasi linear antara 1 dan 2.

E. Distribusi Horizontal Gaya Gempa

Geser tingkat desain gempa di semua tingkat (V_x) dalam (kN) harus ditentukan dari persamaan berikut:

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i \quad (2.102)$$

Dengan F_i adalah bagian dari geser dasar seismik (V) yang timbul di tingkat i , dalam kilo newton (kN)

Geser tingkat desain gempa (V_x), dalam (kN) harus didistribusikan pada berbagai elemen vertikal sistem penahan gaya gempa di tingkat yang ditinjau berdasarkan pada kekakuan lateral relatif elemen penahan vertikal dan diafragma.